

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *

UNTER MITWIRKUNG * DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-CEMENT-
* * FABRIKANTEN * UND * DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS * *

V. JAHRGANG 1908.

No. 4.

Feinkohlenturm in Eisenbeton auf Zeche Recklinghausen II.

Von Dr.-Ing. K. W. Mautner, Ob.-Ing. der Betonbau-Unternehmung Carl Brandt in Düsseldorf.
Hierzu die Abbildungen S. 27 und 28.



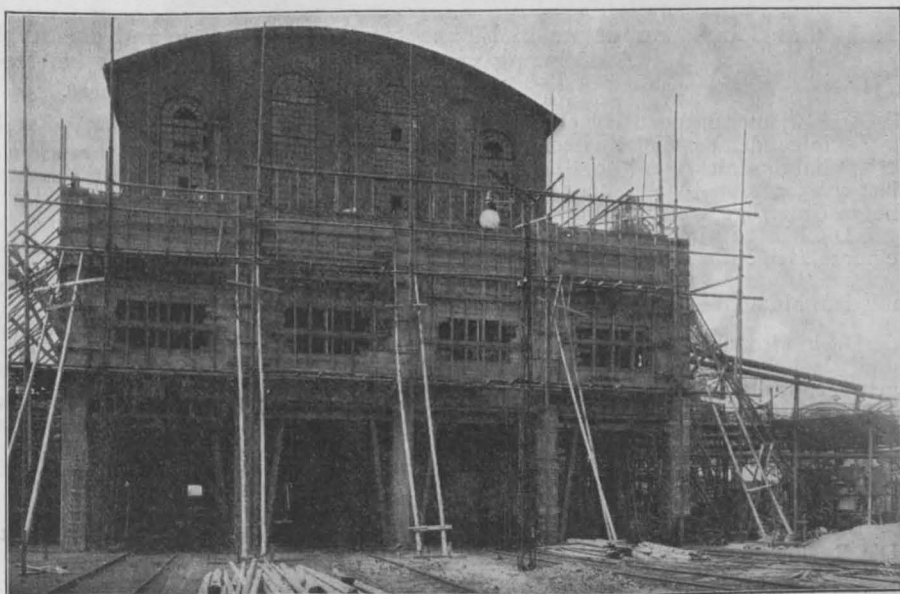
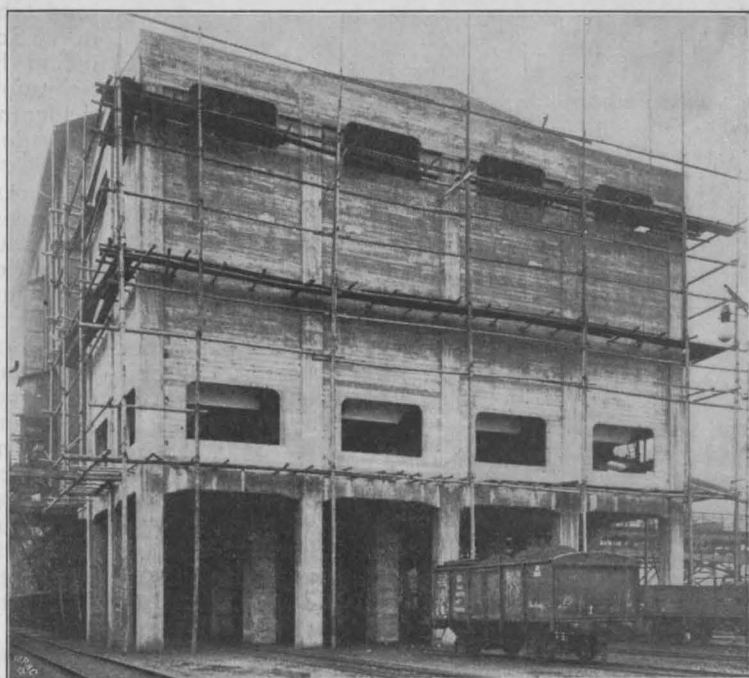
Im Auftrage der Harpener Bergbau-A.-G. in Dortmund erbaute die Eisenbetonbau-Unternehmung Carl Brandt in Düsseldorf in rd. fünf Monaten den nachstehend näher beschriebenen Feinkohlenturm auf Zeche Recklinghausen II in reiner Eisenbeton-Konstruktion.

Diese Ausführung stellt unseres Wissens in ihrer Art ein Erstlingswerk des Eisenbetonbaues in Deutschland dar. Die bisher in großer Zahl im westfälischen Kohlenrevier errichteten Kohlenwäschen sind als Eisenkonstruktion und Eisenfachwerksbau ausgeführt und weisen wohl kaum die konstruktive Einfachheit und Uebersichtlichkeit auf, durch welche sich der neuerbaute Feinkohlenturm für den Betrieb besonders wertvoll erweist.

Der Feinkohlenturm, dessen Konstruktion aus den Zeichnungen (Abbildgn. 1—4) und den Aufnahmen (Abbildgn. 5—7) ersichtlich ist, besteht aus einer 6,50 m über Gelände liegenden Ladebühne, aus den 8 großen Entwässerungs-Behältern, aus den Eisenbeton-Zuführungs- und Ueberlauf-Lutten, den Laufstegen, der Dachkonstruktion und der gesamten maschinellen Einrichtung. Die für 800 kg/qm Nutzlast berechnete Ladebühne wurde mit so stark bemessenen Felderrandbalken und Unterzügen ausgeführt, daß diese im Verein mit den Stützen bieguungssteife Portale für die Aufnahme des ganzen Winddruckes bei leeren Behältern bilden. Die von der Ladebühne ausladende Konsole stellt die Verbindung mit der älteren, benachbarten in Eisenkonstruktion erbauten Wäsche dar. Die lotrechten Behälter-Wände wurden (für die Außenwände) als einseitig kreuzweis armierte, bzw. als doppelseitig kreuzweis armierte Platten (für die Mittelwände) ausgebildet. Die Momenten-Aufstellung der Platten erfolgte nach der bekannten (aus der Gleichheit der Durchbiegung in beiden Armierungs-Richtungen) sich

ergebenden Beziehung (vergleiche die Abbildung 8):

$$M_L = \mathfrak{M}_L \frac{l^4}{L^4 + l^4}; \quad M_t = \mathfrak{M}_t \frac{L^4}{l^4 + L^4} \dots \dots \dots 1)$$



Abbildgn. 5 und 6. Kohlenturm während der Ausführung. (Dahinter die alte Kohlenwäsche.)

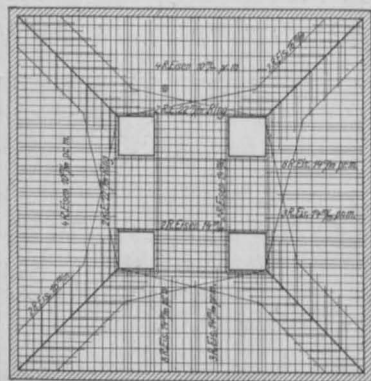
wobei M_L und M_t die Balkenträger-Momente für beide Armierungs-Richtungen bedeuten. Für M_t wurden die Platten als unten (in den Trichterrippen) eingespannt, an den oberen Luttentbalken frei aufliegend mit dreieckiger Belastungsfläche berechnet. Hierbei ergibt sich $\max + M_t$ bei $x = \frac{l}{\sqrt{5}}$. Der Wert M_L wurde der

Tiefe nach variabel mit Berücksichtigung der Platten-Kontinuität in die Beziehung 1) eingeführt und die wagrechte Armierung dementsprechend angeordnet.

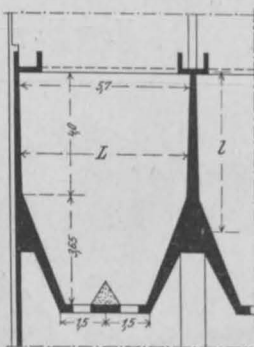
Die Trichterwände sind als in den Mittelrippen eingespannte, an der Randverstärkung R des Trichterbodens frei aufliegende, einfach armierte Platten ausgebildet und sind wegen möglicher dynamischer Wirkungen des herabstürzenden Schlammes und fester Teile für ein höheres spezifisches Gewicht des Inhaltes berechnet als die lotrechten Wände.

Der Trichterboden ist eine auf den Randverstärkungen R (vergl. Abbildg. 9a) aufliegende, kreuzweis armierte Platte. Die Verstärkung R ist als in den Eck-

Abbildg. 4. Behälterboden (zu Abb. 1).



Abbildg. 8.



punkten m aufgehängte Rahmen-Konstruktion berechnet. Die Seitenlast Z des Auflager-Druckes A des Bodens wird durch die Haft- und Zugfestigkeit von den in den Trichter-Wänden liegenden Aufhän-

ge-Eisen aufgenommen (vergl. Abbildg. 9b). Der Rahmen R wird von den Auflagerdrücken des Bodens und der Wände D, D_1 auf Biegung beansprucht und ruft in m Auflager-Reaktionen hervor, welche durch (in die Schnittlinien der durch R gelegten Normal-Ebenen der

Abbildg. 9a und b.

Haft- und Schubspannungen in Eisenbeton-Konstruktionen und die preußischen Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbeton-Konstruktionen bei Hochbauten.

Von Reg.-Bmstr. K. Heintzel, Göttingen.

Zur Erläuterung der nachstehenden Ausführungen diene folgendes Beispiel: Zu berechnen ist die Decke eines Fabriksaales von 5,70 m lichter Weite für eine Nutzlast von 500 kg/qm + 50%, bei 3,50 m Entfernung der Eisenbeton-Unterzüge von einander.

Die Platte wird bei einer Spannweite von 3,50 m bei einer zulässigen Beanspruchung $\sigma_b = 30 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_e = 1000$, mit dem Moment $\frac{pl^2}{10}$ gerechnet, 21 cm dick; die Gesamtlast

der Decke wird zuzüglich 50 kg für Fußbodenbelag = 1300 kg/qm und die Belastung des Unterzuges einschließlich Eigengewicht für 1 lfdm = 4,85 t. Der Eisenbeton-Unterzug hat mit den Bezeichnungen der ministeriellen Vorschriften folgende Abmessungen: Stützweite $l = 5,70 + 0,30 = 6 \text{ m}$, Höhe $h = 60 \text{ cm}$, Stegbreite $b_1 = 25 \text{ cm}$, mittragende Plattenbreite $b = \frac{l}{3} = 2 \text{ m}$, $a = 4 \text{ m}$, Eisenquerschnitt $fe = 43 \text{ qcm}$.

Die Rechnung ergibt: $M = \frac{pl^2}{8} = \frac{4,85 \cdot 6^2}{8} = 21,8 \text{ mt}$ und

hat die Ergebnisse: $x = 16,8 \text{ cm}$; $h - a - \frac{x}{3} = 50,5$; $\sigma_b = 27 \text{ kg/qcm}$;

Trichterwände mit den Trichterwänden gelegte) Aufhängungen a aufgenommen werden.

Die zwischen den Behältern liegenden Mittelrippen und die Außenrippen sind für den Seitendruck der Trichter-Wandflächen und für den restlichen Seitendruck der Behälterwände, welcher durch die zu diesen Behälterwänden normalen Wände nicht mehr ganz aufgenommen wird, armiert.

Die Ueberlaufs-Lutten erhalten solche Form, daß ihre Böden Stürze zur Aufnahme der Auflagerdrücke der Wände $X = \frac{l^2}{10}$ in der Richtung l bilden.

Das Dach ruht auf Stützen, die in den Kreuzungspunkten der Lutten aufsitzen.

Die maschinellen Einrichtungen, wie Zuleitungs-Rohre, Absperrschieber in den Lutten, Einlaßventile, Entwässerungs-Apparate, Trichter-Einsätze usw., wurden im Auftrage der Firma Carl Brandt in Düsseldorf von der Maschinen-Fabrik Baum A.-G. in Herne mit großer Sorgfalt ausgeführt. Die Zuleitung des den Kohlschlamm führenden Wassers erfolgt mittels einer Rohrleitung von 500 mm Durchmesser. Diese führt das Wasser den beiden in der Längsrichtung des Feinkohlenturmes über den Zellen liegenden Zuführungs-Lutten zu. Eine Querlutte von 1° Gefälle verbindet beide Zuführungs-Lutten, die für jede Zelle durch Schieber abgeschlossen werden können. Ueber jedem Behälter ist in den Verteilungs-Lutten ein Schraubventil eingebaut, durch welches der Kohlschlamm in die Zellen entleert wird. Für die Bedienung der Schieber und Ventile ist eine Dienstbrücke von 80 cm Breite auf der Außenseite der Zuführungs-Lutten und längs der Verbindungs-(Quer) Lutte vorgesehen (vergl. Abbildg. 3 u. 7). Um jede Zelle laufen Ueberlaufs-Lutten mit wagrechter Ueberlaufs-Kante, deren Sohlen je 1° Gefälle gegen die Auslauf-Kästen zu erhalten. In diesen Ueberlaufs-Lutten läuft das Wasser mit den leichten Beimengungen ab. In jeder Zelle sind 4 lotrechte Entwässerungs-Rohre (mit gelochten Wänden) angebracht, durch welche das Abzugwasser in die unter den Trichtern angebrachten Holz-Lutten abfließen kann. (Abbildg. 10 gibt ein Bild von der Ausführung der Trichter.)

In jedem der Trichterböden sind 4 Gußeisen-Trichter eingesetzt, deren Verschlüsse durch Handrad und Zahnstange von der Ladebühne betätigt werden. Nach 12stündiger Entwässerung beträgt der Wassergehalt der unten gesammelten Feinkohle noch etwa 12%.

Der bereits im vollen Betriebe stehende Feinkohlenturm wies seit der Betriebs-Eröffnung keinerlei Undichtigkeiten oder sonstige Mängel auf; auch ist die in demselben gewaschene Feinkohle nach den Mitteilungen der Zeche ein vorzügliches Kokerei-Material. —

$\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$. Zur Berechnung der Schub- und Haft-Spannungen brauchen wir die Vertikalkraft am Auflager $V = \frac{6 \cdot 4,85}{2} = 14,55 \text{ t} = 14550 \text{ kg}$. Die Schubspannung im

Beton wird $\tau_0 = \frac{V}{b_1 \cdot \left(h - a - \frac{x}{3}\right)} = \frac{14550}{25 \cdot 50,5} = 11,5 \text{ kg}$. Die

Querkraft V_1 , bei welcher die Schubspannung den zulässigen Wert 4,5 kg/qcm erreicht, wird $V_1 = \frac{14550 \cdot 4,5}{11,5} = 5700$ und die Entfernung x , wo die Eisen aufzubiegen sind, wird $\frac{14550 - 5700}{4850} = 1,83 \text{ m}$. Die von den aufgebogenen Eisenstäben aufzunehmende Zugkraft ist

$$Z = \frac{183}{\sqrt{2}} \cdot (11,5 - 4,5) \cdot \frac{1}{2} \cdot 25 = 11400 \text{ kg},$$

somit der erforderliche Eisen-Querschnitt der aufzubiegenden Eisen = 11,4 qcm.

Wählen wir für den Bau Rundeisen von 24 mm Durch-

messer (Querschnitt 4,5 qcm, Umfang 7,54 qcm), so erfordert die Balkenmitte $\frac{43}{4,5} = 10$ Stück, das Aufbiegen $\frac{11,4}{4,5} = 3$ Stück, es bleiben somit 7 Eisen unten liegen.

Die Haftspannung an diesen Eisen beträgt

$$\tau_1 = \frac{b_1 \tau_0}{u} = \frac{25 \cdot 11,5}{7 \cdot 7,54} = 5,5 \text{ kg.}$$

Die ministeriellen Vorschriften lassen nur 4,5 kg Haftspannung zu, es müssen daher noch 2 weitere Eisen (20% des Gesamtbedarfes) zugelegt werden. Die 9 unten liegenden Eisen ergeben dann eine Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{25 \cdot 11,5}{9 \cdot 7,54} = 4,2 \text{ kg.}$$

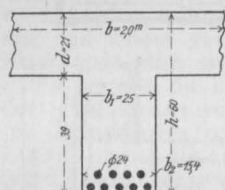
Um den Mehraufwand an Eisen zu umgehen, können Rundeisen von kleinerem Durchmesser gewählt werden, z. B. 18 mm-Eisen (Querschnitt 2,54 qcm, Umfang 5,65 qcm). Es erfordert nunmehr: die Balkenmitte $\frac{43}{2,54} = 17$ Stück,

das Aufbiegen $\frac{11,4}{2,54} = 5$ Stück.

Die Haftspannung an den unten liegenden 12 Stück wird: $\tau_1 = \frac{25 \cdot 11,5}{12 \cdot 5,65} = 4,25 \text{ kg}$. Die zulässige Haftspannung wird also nicht überschritten.

Ich glaube nicht, daß irgend eine Baupolizei-Verwaltung an der obigen Rechnung und der entsprechenden Bauausführung etwas auszusetzen hätte.

Betrachten wir nun die in der Konstruktion auftretenden Haftspannungen etwas näher. Die erste Anordnung mit 24 mm-Rundeisen erfordert am Auflager untenliegend 9 Stück. Hier-



Abbildg. 1.

von werden 5 Stück in einer unteren und 4 Stück in einer darüber liegenden Reihe angeordnet (vergl. Abbildg. 1). Der zwischen den oberen Rundeisen verbleibende Beton hat eine Breite $b_2 = 25 - 4 \cdot 2,4 = 15,4 \text{ cm}$.

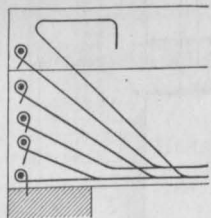
Der Haftwiderstand der oberen Halbkreise der oberen Eisen wird unmittelbar von dem darüber liegenden Beton aufgenommen, dagegen muß der Haftwiderstand der unteren Halbkreise der oberen Eisen-Einlagen sowie der gesamten unteren Eisenreihe durch den zwischen den oberen Eisen verbleibenden Beton übertragen werden. Dieser Widerstand beträgt auf 1 cm Tiefe

$$\left(\frac{4}{2} + 5 \right) \cdot 7,54 \cdot 4,2 = 223 \text{ kg.}$$

Damit wird die Scherspannung in dem zwischen den oberen Eisen-Einlagen verbleibenden

$$\text{Beton} = \frac{223}{15,4} = 14,5 \text{ kg.}$$

Versuche haben nun für die Scherfestigkeit des Betons den $1\frac{1}{2}$ fachen höchstens doppelten Wert des Gleitwiderstandes (Haftfestigkeit) zwischen Eisen und Beton ergeben. Das Resultat ist, daß im vorliegenden Balken die Haftfestigkeit gar nicht zur vollen Wirkung gelangen kann, weil der Balken schon vorher wegen Ueberwindung der Scher-Festigkeit des Betons zum Bruch kommen würde.

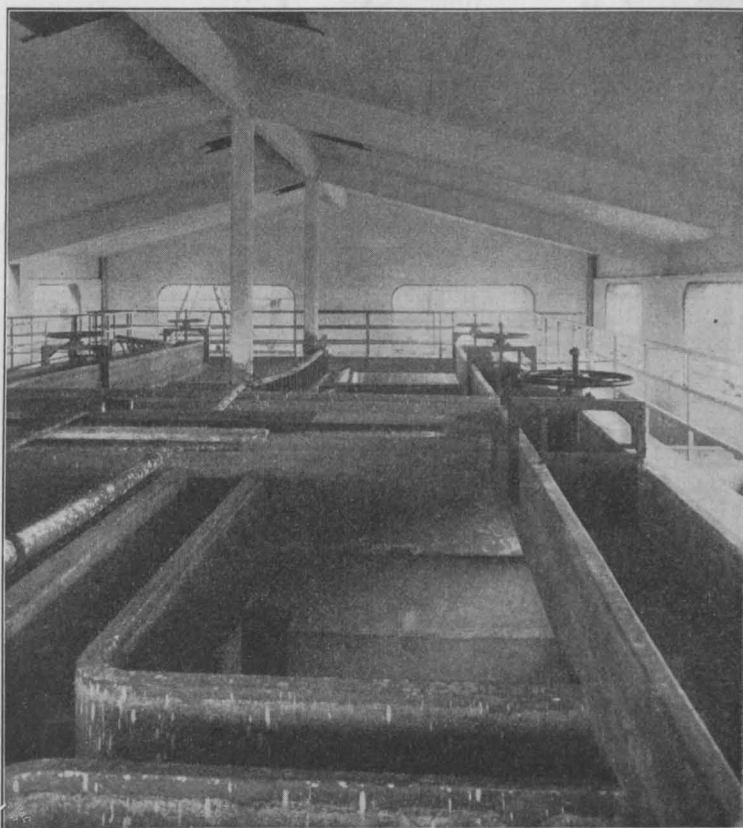


Abbildg. 2.

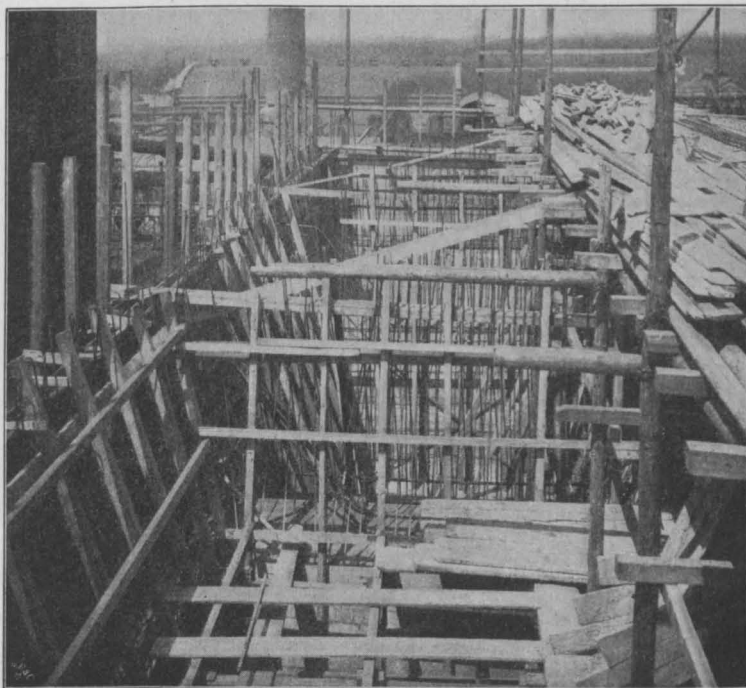
Wären die nachträglich zugelegten 2 Rundeisen weggeblieben, und unten 5, oben 2 Rundeisen angeordnet worden, so hätte die Scherspannung im Beton 12,4 kg/qcm betragen. Der Balken hätte also ohne die nachträglich zugelegten Eisen mehr getragen. Bei der zweiten Anordnung von 12 untenliegenden Rundeisen von 18 mm in 2 Reihen zu 6 Eisen hätte sich eine Scherspannung von 15,2 kg ergeben. Man ersieht also, daß sowohl die Zulage der beiden 24 mm-Eisen, als die Wahl kleinerer Durchmesser die

Festigkeit des vorliegenden Balkens — wenigstens theoretisch — verringert hätten.

Um den auftretenden Scherspannungen (und Schubspannungen) entgegenzuwirken, ergibt sich als praktisch vorteilhafte Anordnung ohne weiteres, die Eisen unten nicht auf einem Knäuel liegen zu lassen, sondern in der



Abbildg. 7. Einblick in den Dachraum mit den Verteilungs-Latten.



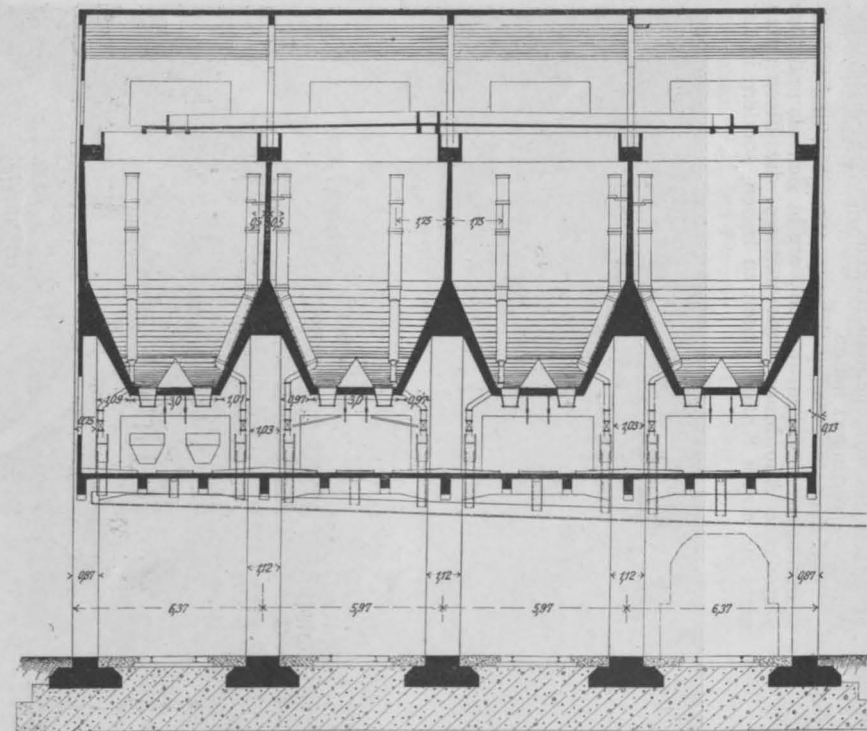
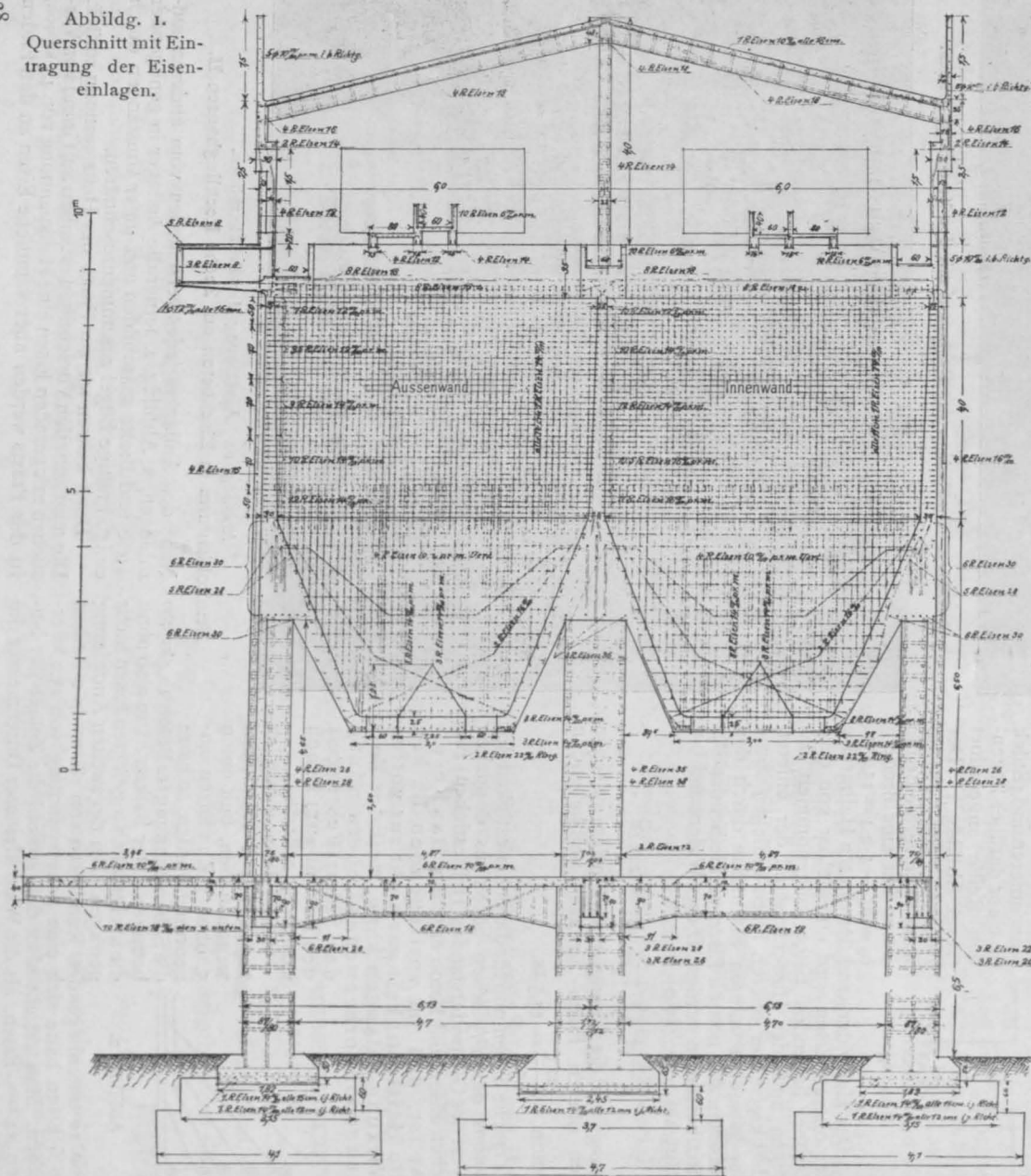
Abbildg. 10. Ausführung der Behälterböden.

Feinkohlenturm in Eisenbeton auf Zeche Recklinghausen II.

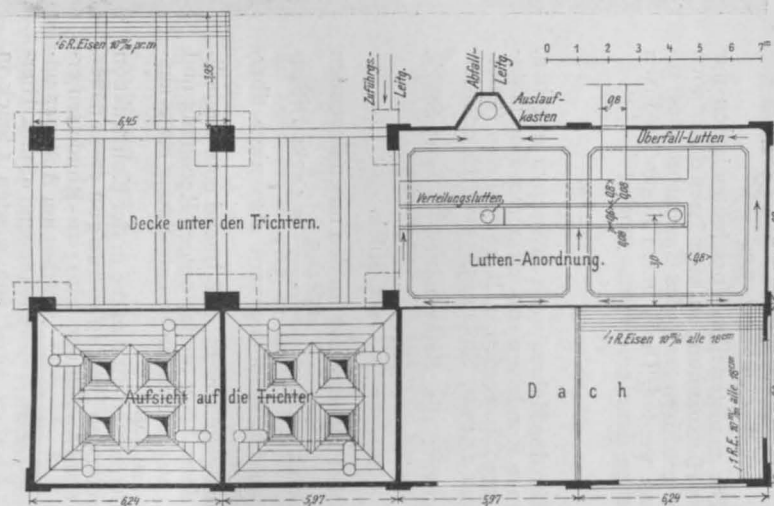
Nähe des Auflagers jedes verschieden vom anderen aufzubiegen, s. Abbildg. 2, ferner die Auflager in genügender Tiefe und Breite auszubilden und unter Umständen durch einige kräftige Bügel zusammenzuschnüren.

Doch kehren wir zur Frage der Haftspannung zurück. Die ministeriellen Vorschriften erlauben auf Grund von Versuchen mit geraden Eisen eine Haftspannung von 4,5 kg/qcm. In der Praxis werden aber sämtliche Eisen an den Enden

Abbildg. 1.
Querschnitt mit Ein-
tragung der Eisen-
einlagen.



Abbildg. 2.
Längsschnitt.



Abbildg. 3.
Grundrisse in
verschiedener
Höhenlage.

(Vergl. dazu
auch den
Grundriß eines
Behälters in
größerem Maß-
stab mit Ein-
tragung der
Eiseneinlagen
Abb. 4, S. 26.)

Feinkohlenturm in Eisenbeton auf Zeche Recklinghausen II.

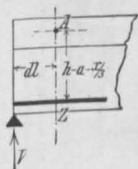
umgebogen. Dies führt zu ganz anderen Werten, wie Versuche der Firma Wayß & Freytag ergeben haben, welche Prof. Mörsch mit interessanten Ausführungen in der „Deutschen Bauzeitung“, Jahrg. 1907, S. 207 u. ff. veröffentlicht hat: Der zum Bruch gebrachte Balken I zeigt schon lange vor dem Bruch ein völliges Ueberwinden der Haftung zwischen Eisen und Beton, sodaß der Haken allein sämtliche entsprechende Spannungen zu übernehmen hat. In Wirklichkeit ist also der Haken das Hauptkonstruktionsglied. (Vgl. „Deutsch. Bauztg.“ 1907, S. 210, Abbildg. 4.)

Der Haken des Balkens IV hat eine Tragfähigkeit gezeigt, welche nach der Rechnungsart der ministeriellen Vorschriften einer Haftspannung von 67 kg/qcm gleichkommen würde. Würde das Eisenende nicht nur um 90° gebogen, sondern um 270° zu einer Schlinge, so würde die Tragfähigkeit des Hakens noch wesentlich vergrößert, und durch Hindurchstecken eines Eisenstückes durch die Schlinge wird wohl voraussichtlich eine vollkommene Verankerung erzielt werden können.

Von einer Berechnung der Haftspannung könnte dann überhaupt abgesehen werden. Die seither durch die Haftspannungs-Rechnung unten festgelegten Eisen würden nützlicher zur Aufnahme der Schubspannungen verwendet (s. später). Meines Erachtens wäre es daher wertvoller, durch Versuche festzustellen, inwieweit durch Umbiegen des Eisenendes zu einem Haken oder einer Schlinge eine Verankerung des Eisens erzielt werden kann, als festzustellen, wie groß die Haftfestigkeit oder der Gleitwiderstand zwischen Beton und einem geraden Eisen tatsächlich ist.

Es sei nun die Frage der Haftspannungen im kontinuierlichen Eisenbetonbalken erörtert. Ich nehme zwar an, daß Nachstehendes manchem Leser bekannt ist und selbstverständlich erscheint; ich würde auch von der Niederschrift Abstand nehmen, wenn ich in meiner Praxis nicht immer wieder auf denselben Fehler gestoßen wäre, als ob die Haftspannung im kontinuierlichen Balken mit Hilfe der Vertikalkraft V nach derselben Formel wie im frei aufliegenden Balken gerechnet werden könnte. Immer wieder fand ich die Meinung verbreitet, daß eine solche Zahl Eisen unten liegen bleiben müsse, daß die mit der genannten Formel errechnete Haftspannung den Wert 4,5 kg/qcm nicht überschreitet. Zur Erläuterung des dieser Ansicht zugrunde liegenden Fehlers untersuchen wir das Zustandekommen der Formel für die Haftspannung im frei aufliegenden Balken.

Die Formel lautet: Schubspannung $\tau_0 = \frac{V}{b_1 \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}$,



Haftspannung $\tau_1 = \frac{b_1 \tau_0}{u}$. Umgerechnet gibt dies:

$$\tau_1 = \frac{V}{u \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}$$

Abbildg. 3.

Diese Werte lassen sich unmittelbar aus der Abbildg. 3 ersehen. Man berechne das Moment in bezug auf den

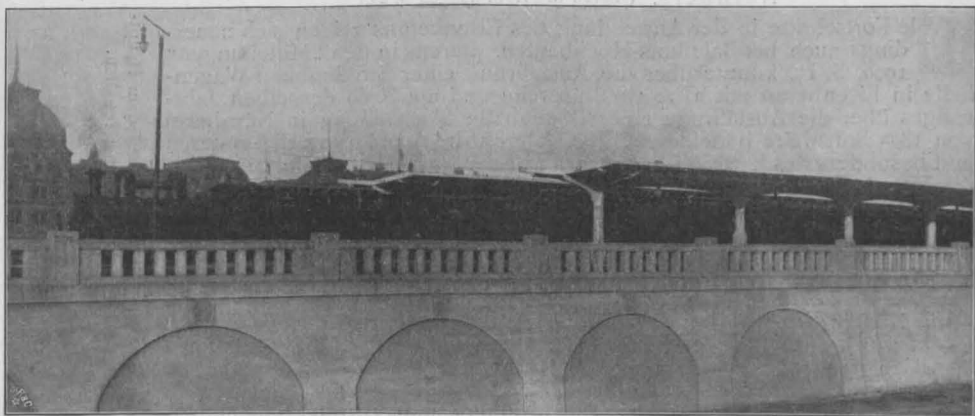
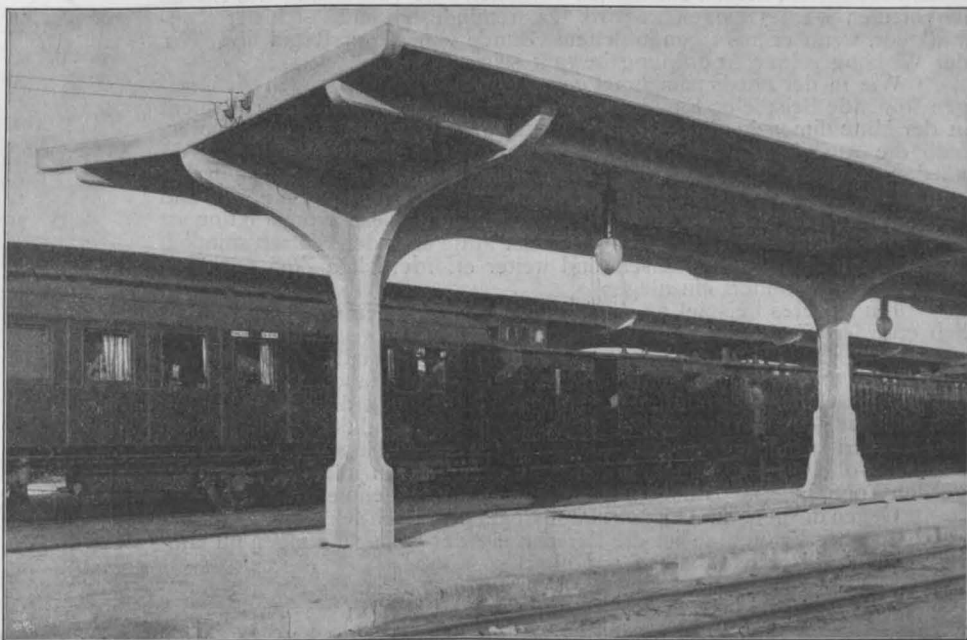
Druck-Mittelpunkt A eines Querschnittes in Entfernung dl vom Auflager. Es ist $M = V \cdot dl$. Da vorausgesetzt wird, daß bei der Biegung der Beton keine Zugkräfte aufnehmen soll, so wird die Zugkraft im Eisen in diesem Querschnitt

$$Z = \frac{M}{h - a - \frac{x}{3}} = \frac{V \cdot dl}{h - a - \frac{x}{3}}$$

Diese Zugkraft muß durch den Gleitwiderstand zwischen Eisen und Beton auf diesen übertragen werden, und man erhält die Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{Z}{u \cdot dl} = \frac{V}{u \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}$$

Bei dem kontinuierlichen Balken ist dies anders. Hier ist über der Stütze ein negatives Biegemoment vorhanden; das Eisen und der untere Teil des Betonsteges werden gedrückt. Von dem vom Beton aufgenommenen Druck kann aber nicht abgesehen werden. Die für den



Die Bahnsteighallen auf dem neuen Hauptbahnhof in Nürnberg. Abb. 4 u. 5. Einstielige Hallen.

einfachen Balken gültige Formel ergibt demnach unrichtige Werte für den kontinuierlichen. Die richtige Formel braucht hier nicht abgeleitet zu werden, da man überhaupt wegen der Haftspannung keine unten liegenden Eisen braucht. Um das einzusehen, denke man sich einfach die Eisen an der Stelle, an welcher sie durch das Biegemoment erforderlich werden, beginnend und an dieser Stelle verankert (durch Aufbiegen und genügend tiefes Einführen in den Beton); der Balken ist damit tragfähig (abgesehen von den Schubkräften). Es ist aber nicht nur nicht nötig, die Eisen unten liegen zu lassen, sondern es kann direkt schädlich werden. Man denke sich den kontinuierlichen Balken am Wendepunkt der Biegungs-Linie durchschnitten (s. Abbildg. 4) und den Gleitwiderstand in der Druckzone auf der Strecke ab überwunden. Das Rundeisen ragt sodann über den Beton hinaus,

drückt somit nach rechts auf das Rundeisen der Zugzone und vergrößert dort die Haftspannung.

Ganz besonders vorteilhaft wirkt das Aufbiegen, wenn die aufgebogenen Eisen oben als Zugeisen über der Stütze weiter verwendet werden. Die Theorie der Biegung setzt voraus, daß die Querschnitte bei der Biegung eben bleiben. In Wirklichkeit ist dies nicht der Fall, vielmehr ruft die Haftspannung ein Einziehen der Querschnitte bzw. ein Zurückweichen des Eisens in der Zugzone hervor (s. Abb. 5).

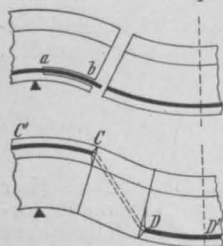


Abbildung 4 und 5.

Ist nun Punkt C mit D durch ein Eisen verbunden, so widersetzt sich dieses dem Zurückweichen der Eisen und vermindert die Haftspannung in den Teilen C C' und D D'. Ganz besonders deutlich wird die Wirkung dieser Anordnung, wenn man sich die Haftkraft zwischen Eisen und Beton überwinden denkt.

Aus obigem ergibt sich die Konstruktionsregel, daß ein Eisen, welches zur Aufnahme von Zugkräften dient, nicht in seiner Verlängerung zur Aufnahme von Druckkräften verwendet werden soll, und daß ein Zugeisen überhaupt nicht in eine Druckzone (d. h. in einen Konstruktionsteil, dessen elastisches Verhalten eine Verkürzung des Eisens hervorrufen würde) eingeführt wird. Zum mindesten muß sich der Konstrukteur, wenn er aus irgendwelchem Grunde von dieser Regel abweicht, der Wirkung seiner Anordnung bewußt sein.

Wie in der Praxis manchmal gegen diese Regeln verstoßen wird, zeigen folgende Beispiele: Eine kontinuierliche Platte wird nach dem Moment in der Mitte dimensioniert. Ueber der Stütze ist das Moment größer, weshalb die Ausbildung von Vouten erforderlich ist, oder, wenn diese vermieden werden sollen, eine Druckeisen-Einlage notwendig wird. Man läßt nun häufig einfach die unteren Eisen auch über der Stütze unten liegen und ordnet über den Stützen gesonderte Zugeisen an. Diese Konstruktion ist nicht gut. Richtiger ist es, die Zugeisen der Mitte über den Stützen sämtlich aufzubiegen und die Druckeisen und weiter erforderlichen Zugeisen über den Stützen gesondert einzulegen.

Ein anderes Beispiel ist der kontinuierliche Plattenbalken. Gewöhnlich erfordert die Voute unten über der Stütze eine gewisse Anzahl Druckeisen. Die Haftspannung erfordert vermeintlich ebenfalls, daß eine Anzahl Eisen unten liegen bleibt, und so findet man manchmal Konstruktionen, in welchen die meisten Eisen unten liegen und die Zugeisen über den Stützen gesondert eingelegt sind. Solche Konstruktionen sind falsch und können gefährlich werden. Die Zugeisen sollen sämtlich aufgebogen werden, wobei sie zur Aufnahme der Schubspannungen nützlich verwendet werden können. Die Druckeisen müssen gesondert eingelegt werden.

Gegen die genannte Konstruktionsregel wird noch sehr viel verstoßen. Wird sie aber befolgt, so ist die Berechnung der Haftspannungen im kontinuierlichen Eisenbetonbalken unnötig. — (Schluß folgt.)

Neuere Hallenbauten in Eisenbeton.

Von Dipl.-Ing. W. Luft, Dir. d. Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Nürnberg-München.

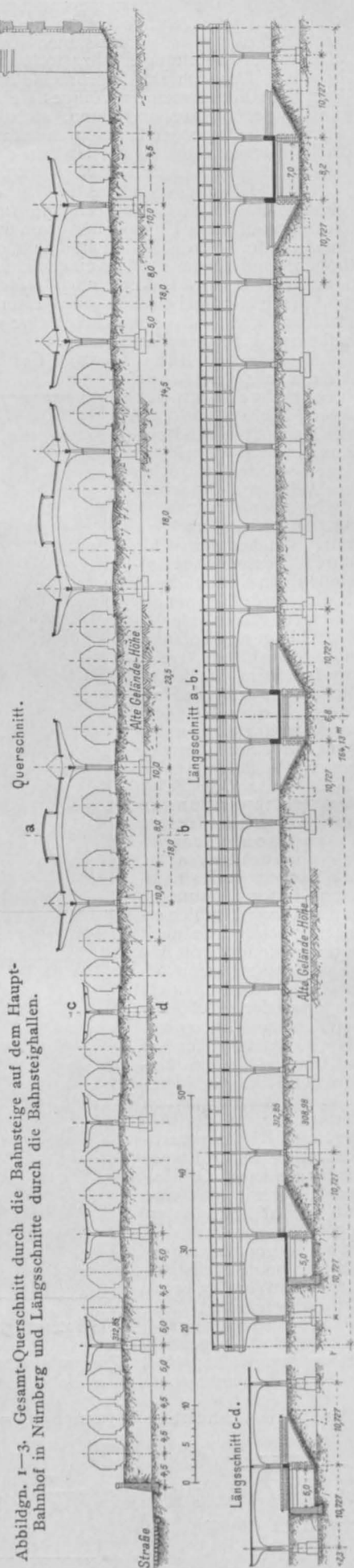
I. Die Bahnsteighallen auf dem neuen Hauptbahnhof in Nürnberg. (Hierzu die Abbildungen S. 29.)

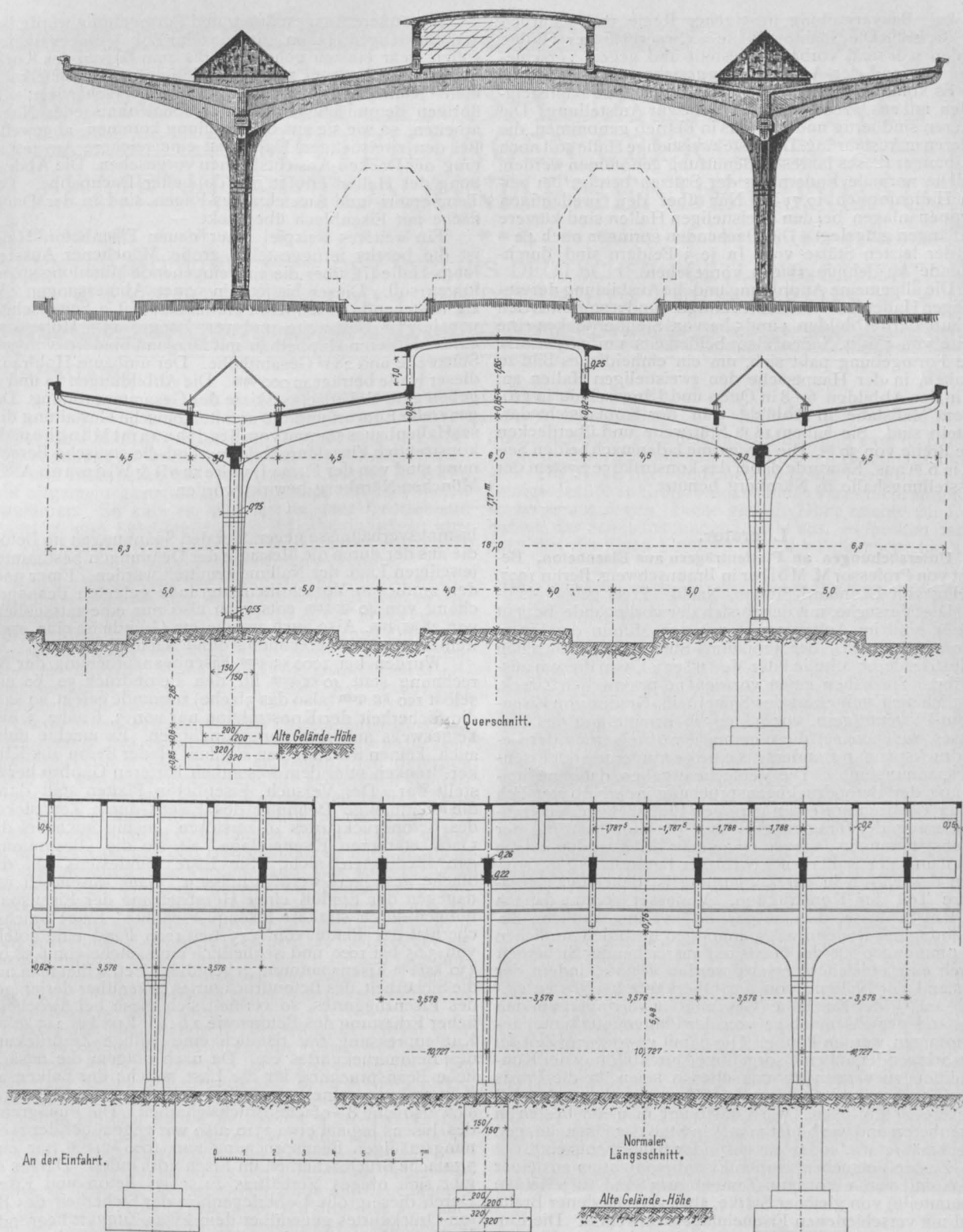
Die Fortschritte in der Anwendung des Eisenbetons zeigen sich neuerdings auch bei Bahnhofs-Hochbauten. Bereits in den „Mitteilungen“ 1906, S. 17, konnte über die Ausführung einer Straßenbahn-Wagenhalle in Eisenbeton mit 2 · 10,4 m Stützweite und auf S. 69 desselben Jahrganges über die Ausführung einer Bogenhalle (Ausstellung in Nürnberg) von 18 m Stützweite berichtet werden. Durch die Ausführung des ersteren und besonders des letzteren Bauwerkes war der Nachweis geliefert, daß sich die Eisenbeton-Bauweise, insbesondere das bei diesen beiden Bauwerken erstmals zur Anwendung gekommene Konstruktionssystem, vorzüglich für die Herstellung von Bahnsteighallen eignen würde. Die im Sommer 1907 vorgenommene Probe- und Bruchbelastung vorgenannter Ausstellungshalle hat die Erwartungen noch übertroffen und vorzügliche Ergebnisse geliefert, über die an späterer Stelle noch eingehend berichtet werden soll.

Neuere Erfahrungen, die mit größeren Eisenhallen für Bahnhöfe gemacht worden sind (s. Zentralblatt der Bauverwaltung No. 39, Jahrg. 1906) beweisen ferner die außerordentliche Rostgefahr, die bei den Eisenhallen durch die schädlichen Gase des Maschinen-Dampfes für die Konstruktion und Eisenabdeckung bald eine erhebliche Querschnitt-Verringerung herbeiführen muß. Diese Umstände gaben den Verwaltungen Veranlassung, den Versuch zu machen, die bisher übliche Ausführung in Eisenkonstruktion durch Eisenbetonkonstruktion zu ersetzen. Die kgl. bayer. Staatsbahnverwaltung ging dabei in der Ausnutzung der durch die moderne Bauweise des Eisenbetons gebotenen Vorteile voran und auf Grund der oben erwähnten günstigen Erfahrungen übertrug das kgl. Verkehrs-Ministerium in München der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Nürnberg, die Ausführung der einstieligen und zweistieligen Bahnsteighallen in Nürnberg nach einem Entwurf, der von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Nürnberg aufgestellt und mit der früheren Generaldirektion und der Eisenbahndirektion Nürnberg, Referent der damalige Hr. Ob.-Reg.-Rat Endres, beraten und den betriebstechnischen Verhältnissen angepaßt war.

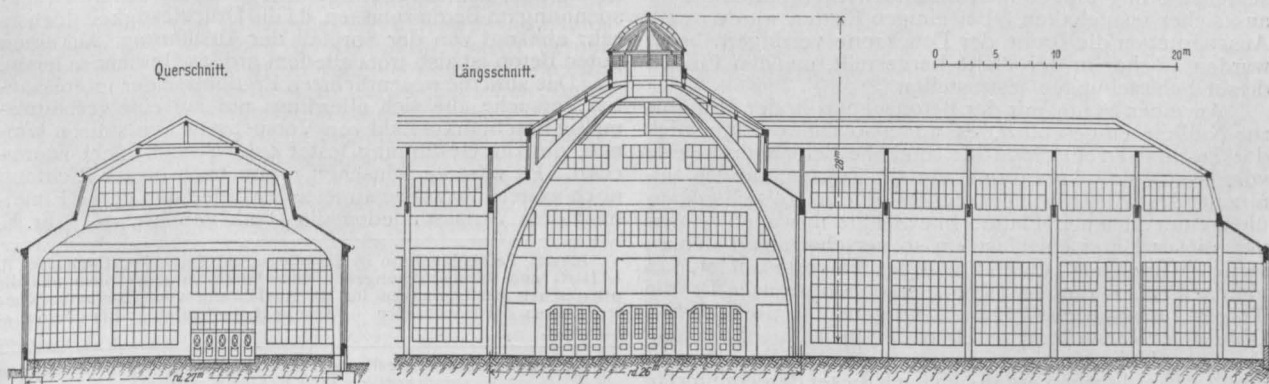
Die Ausführungsverhältnisse waren die denkbar ungünstigsten. Das gesamte Planum des alten Bahnhofes wird um 3,70 m höher gelegt, und zwar muß während dieser Höherlegung der normale Bahnhofsbetrieb aufrecht erhalten werden. Die Hallenfundamente, die bis zum gewachsenen Boden hinabreichen müssen, erhielten daher erhebliche Tiefe, denn der gute Baugrund liegt noch 2—5 m unter dem alten Bahnhofsplenum. Sie werden dann noch rd. 3,5 m über dem alten Planum bei der neuen Aufhöhung eingeschüttet. Der Querschnitt durch die Gesamtanlage, Abbildung 1, sowie die beiden Längsschnitte, Abbildung 2 und 3, zeigen diese Verhältnisse. Die Aufschüttung erfolgte durch

Abbildung 1—3. Gesamt-Querschnitt durch die Bahnsteige auf dem Hauptbahnhof in Nürnberg und Längsschnitte durch die Bahnsteighallen.





Abbildgn. 6—9. Quer- und Längsschnitt durch die zweistieligen Bahnsteighallen, sowie Kopfansicht.



Abbildgn. 10 und 11. Längs- und Querschnitt der Halle III für die Ausstellung München 1908.

die kgl. Bauverwaltung in eigener Regie und natürlich stückweise. Die Pfähle für die Lehrgerüste der Hallen wurden jedesmal vorher aufgestellt und gegen Verschiebung während der Aufschüttung gesichert.

Es kommen 4 einstielige und 3 zweistielige Bahnsteighallen mit zus. 22 000 qm Grundfläche zur Aufstellung. Die ersteren sind fertig und 3 bereits in Betrieb genommen, die anderen in Ausführung. Die erste zweistielige Halle soll noch im Sommer dieses Jahres in Benutzung genommen werden.

Die normale Entfernung der Stützen beträgt bei beiden Hallenformen 10,73 m. Nur über den zweiläufigen Treppenanlagen bei den zweistieligen Hallen sind kürzere Feldlängen eingelegt. Die Dachenden springen noch 4,2 m vor der letzten Stütze vor. In je 3 Feldern sind durchgehende Ausdehnungsfugen vorgesehen.

Die allgemeine Anordnung und die Ausbildung der einstieligen Hallen geht aus den Abbildgn. 1 und 2, sowie aus den Schaubildern Abbildgn. 4 und 5 hervor. Sie überdecken eine Breite von 7,65 m, laden also beiderseits um 3,83 m aus. Ihre Formgebung paßt sich, um ein einheitliches Bild zu erhalten, in der Hauptsache den zweistieligen Hallen an, die in den Abbildgn. 6—8 in Quer- und Längsschnitt in größerem Maßstabe, in Abbildg. 9 in der Kopfansicht dargestellt sind. Sie haben 18 m Stützweite und überdecken eine Breite von 30 m. Die Kragarme laden nach beiden Seiten je 6 m aus. Es wurde dabei das konstruktive System der Ausstellungshalle in Nürnberg benutzt.

Literatur.

Untersuchungen an Plattenträgern aus Eisenbeton. Bericht von Professor M. Möller in Braunschweig. Berlin 1907. Verlag von Leonhard Simion, Nachf. Preis geb. 6 M. —

Die Versuche, mit denen sich der vorliegende Bericht befaßt, sind im Auftrage und mit den Mitteln des Eisenbeton-Ausschusses der Jubiläums-Stiftung der deutschen Industrie, deren Mitglied der Verfasser ist, von diesem ausgeführt. Sie haben einen vorwiegend praktischen Zweck, nämlich die Ermittlung des Sicherheits-Grades von Eisenbeton-Plattenträgern, vor allem die Ermittlung des Einflusses, welchen auf diese einmal eine Steigerung der Betondruckspannung, andererseits eine Verringerung der Eisenzugspannungen hat. Die Versuche ergaben, daß eine Steigerung der Betondruckbeanspruchung innerhalb ziemlich weiter Grenzen nur einen geringen Einfluß auf die Herabminderung der Tragfestigkeit hat, die Herabsetzung der Eisenspannungen dagegen einen sehr bedeutenden auf die Erhöhung der Sicherheit. Nicht der Betondruckgurt, sondern das Eisen in der Zuggurtung ist daher der schwächere Teil der Konstruktion. Verfasser kommt danach zu dem Schlusse, daß die genaue und umständliche Berechnung der Bodendruckspannungen nach den amtlichen Bestimmungen für die Praxis mit ausreichender Sicherheit durch eine einfachere ersetzt werden könnte, indem der Abstand der Nullinie von der Oberkante bei Platten einfach auf $\frac{1}{3}$ der Nutzhöhe (Gesamthöhe verringert um den Abstand der Eiseneinlage von der Plattenunterkante) angenommen werden könne. Die damit gewonnene Zeit sei nutzbringender auf eine sorgfältige Durchbildung der Konstruktion zu verwenden und ebenso seien für die Praxis des Eisenbetons jetzt besondere Versuche vonnöten, welche die Frage lösen, „wie konstruiert man am besten in Eisenbeton und wie bildet man den Stoß der Eiseneinlagen zweckmäßig aus, sodaß ein gesunder Bauteil entsteht“.

Zu den Versuchen wurden Eisenbetonplatten aus einer Mischung von 1 Portland-Zement zu 3 Sand zu 3 Steinen (Raumteile) von gleicher Stärke, aber verschiedener Breite und mit verschiedenen Eiseneinlagen verwendet. Die Einlagen waren parabolisch geformt, sodaß sie an den Plattenenden bis zur Druckzone emporstiegen, an den Enden schleifenförmig umgebogen und noch mit Splinten durchaus sicher festgehalten. Bei einigen Platten wurde durch Aussparungen die Breite der Druckzone verringert, bzw. wurden Löcher in der Platte hergestellt, um den Einfluß dieser Schwächungen festzustellen.

An einer Platte war der Betonzuggurt in der Mitte bis zur Nullinie eingeschlitzt, es war also dadurch künstlich der Zustand erzeugt, den die amtliche Berechnungsweise voraussetzt, daß das Eisen allein alle Zugspannungen aufnimmt. Das Bruchmoment dieser Platte zeigte sich gegenüber einer gleichen Platte ohne Schlitz nur um 6% kleiner, dieser Unterschied ist ein so verschwindend kleiner, vielleicht auch noch durch Zufälligkeiten verursachter, daß hiernach also die amtliche Berechnungsweise für die Trägerbruchgrenze als ausreichend genau anzusehen wäre. Die übrigen Versuche zeigen ebenfalls für die Bruchbelastung ziemliche Uebereinstimmung mit der amtlichen Berechnungsweise, dagegen ergab sich nach dieser Berechnung ein Mehr von rd. 30% für die in der Praxis vorkommenden Be-

lastungsverhältnisse gegenüber den Spannungen im Beton, die aus der durch die Messung der Dehnungen bestimmten jeweiligen Lage der Nullinie ermittelt wurden. Einer nach den amtlichen Vorschriften zugrunde gelegten Beanspruchung von 40 kg/qcm entsprach also nur eine tatsächliche von 28 kg/qcm. Also auch aus diesem Grunde ist eine etwas weniger genaue Berechnung ohne Nachteil.

Die äußere Ausgestaltung und Formgebung wurde bei den einstieligen Hallen, die nur dem Lokalverkehr dienen sollen, sehr einfach gehalten. Bis zum Beginn des Korbogens der Ausleger wurden die Stiele aus Muschelkalkmehl-Kunstbeton hergestellt und sauber scharriert; alle übrigen Betonflächen wurden zweimal ohne jedes Nacharbeiten, so wie sie aus der Schalung kommen, abgeweißt. Bei den zweistieligen Hallen ist eine reichere Ausgestaltung der Decken-Ansichtsflächen vorgesehen. Die Abdeckung der Hallen erfolgt mit doppelter Dachpappe. Die Temperatur- und Ausdehnungs-Fugen sind in der Dachfläche mit Eisenblech überdeckt. —

Ein weiteres Beispiel einer neuen Eisenbeton-Halle ist die bereits fertiggestellte große Münchener Ausstellungshalle III, über die eine eingehende Mitteilung später folgen soll. Dieser bis jetzt in seinen Abmessungen einzig dastehende Eisenbeton-Hallenbau hat 2 Seitenschiffe von je 27 m Stützweite und 35 m Länge, 15 m Höhe und einen mittleren Kuppelbau mit Diagonalbindern von 37 m Stützweite und 28 m Gesamthöhe. Der umbaute Hohlraum dieser Halle beträgt 40 000 cbm. Die Abbildungen 10 und 11 geben eine Uebersichts-Skizze der Gesamtanordnung. Der generelle Entwurf und die architektonische Gestaltung dieses Hallenbaues stammt vom Stadtbauamt München, die konstruktive Einzeldurchbildung und die statische Berechnung sind von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., München-Nürnberg bewirkt worden. —

lastungsverhältnisse gegenüber den Spannungen im Beton, die aus der durch die Messung der Dehnungen bestimmten jeweiligen Lage der Nullinie ermittelt wurden. Einer nach den amtlichen Vorschriften zugrunde gelegten Beanspruchung von 40 kg/qcm entsprach also nur eine tatsächliche von 28 kg/qcm. Also auch aus diesem Grunde ist eine etwas weniger genaue Berechnung ohne Nachteil.

Wurden bei 1000 kg/qcm Eisenbeanspruchung der Berechnung statt 40 kg/qcm für den Betondruck 50, 60 und selbst 120 kg/qcm (also das 3fache) zugrunde gelegt, so sank die Sicherheit der Konstruktion nur von 3, 6 auf 2, 3, also keineswegs auf $\frac{1}{3}$ der ursprünglichen. Es machte dabei auch keinen wesentlichen Einfluß, ob der Beton aus Klinker-Brocken oder dem wesentlich härteren Gabbro hergestellt war. Der Versuch, Eisenbeton-Platten statt durch die übermäßige Dehnung des Eisens durch Zerdrücken des Betondruckgurtes zu zerstören, gelang auch bei der 5fach stärkeren Eiseneinlage, als sie die „Bestimmungen“ bedingten, nicht. Sie hätte mindestens auf das 8fache gesteigert werden müssen. Ganz wesentlich war dagegen der Einfluß einer Herabsetzung der Eisenspannungen durch stärkere Eisenquerschnitte. Einer Bruchicherheit der Platte von 3,45 bei 1200 stand eine solche von 3,65 bei 1000 und schließlich eine solche von 6,58 bei 330 kg/qcm Eisenspannung gegenüber. Betrachtet man nun die Sicherheit des Betondruckgurtes gegenüber derjenigen des Eisenzuggurtes, so verhielt sich diese bei 8wöchentlicher Erhärtung des Betons wie 2,6 : 1. Erst bei 245 kg/qcm Kantenpressung trat nämlich eine völlige Zerdrückung des Betondruckgurtes ein. Da nach obigem die tatsächliche Beanspruchung für die Last, welche der Balken als Konstruktion aufnehmen sollte, 28 kg/qcm betrug, so ergab sich also eine 8—9fache Bruchicherheit. Die Fließgrenze des Eisens lag auf etwa 3320, also war gegenüber der rechnungsmäßigen Beanspruchung von 1000 kg/qcm nur eine 3,32fache Bruchicherheit im Eisen vorhanden. Daraus ergibt sich obiges Verhältnis zwischen Beton und Eisen. Durch diese große Ueberlegenheit der Sicherheit des Betondruckgurtes gegenüber dem Eisen-Zuggurt begründet Verfasser dann die schon erwähnte Ansicht, daß eine so genaue Ermittlung der Beton-Druckspannung überflüssig sei. Er will aber keineswegs allgemein etwa eine höhere Druckspannung im Beton zulassen, da die Druckfestigkeit doch zu sehr abhängt von der Sorgfalt der Ausführung. Auf einen guten Beton ist also trotz alledem großes Gewicht zu legen.

Das sind die wesentlichsten Ergebnisse der interessanten Versuche, die sich allerdings nur auf eine verhältnismäßig beschränkte Zahl von Versuchsstücken stützen können, die zur Gewinnung fester Zahlen noch nicht ausreichen. Es wäre zu wünschen, wenn nach dieser Richtung noch weitere Versuche angestellt würden, für deren Einleitung dem Verfasser jedenfalls Dank gebührt. — Fr. E.

Inhalt: Feinkohlenturm in Eisenbeton auf Zeche Recklinghausen II. — Haft- und Schubspannungen in Eisenbeton-Konstruktionen und die preußischen Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbeton-Konstruktionen bei Hochbauten. — Neuere Hallenbauten in Eisenbeton. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., Berlin. Für die Redaktion verantwortlich Fritz Elselen, Berlin
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber, Berlin.